

**VYSOKÁ ŠKOLA BÁŇSKÁ –
TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA
Hornicko-geologická fakulta
Institut hornického inženýrství a bezpečnosti**

**ELIMINACE BEZPEČNOSTNÍCH RIZIK PŘI RAŽENÍ TUNELU
„JABLUNKOVSKÝ“**

Diplomová práce

Autor:

Bc. Vasil Dančo

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Petr Urban, Ph.D.

OSTRAVA 2012

V Š B - Technická univerzita Ostrava
Hornicko-geologická fakulta
Institut hornického inženýrství a bezpečnosti

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Vasil Dančo**

Studijní program: N2111 Hornictví

Studijní obor: 2101T008 Hornické inženýrství

Téma: Eliminace bezpečnostních rizik při ražení tunelu „Jablunkovský“
Safety risks elimination in the tunnelling process of the
“Jablunkovsky” tunnel

Zásady pro vypracování:

Úvod

1. Havárie tunelu
2. Bezpečnostní rizika
3. Návrh vyztužování
4. Souhrnná bezpečnostní opatření při ražbě tunelu

Závěr

Rozsah práce: 30-35 stran textu, 5– 10 příloh.

Seznam doporučené odborné literatury:

Vavro, M. a kol.: Technologie hlubinného dobývání uhelných ložisek Skripta VŠB-TU Ostrava, 1993.

Grygárek, J., Hudeček, V. a kol.: Základy hornictví. Skripta VŠB-TU Ostrava, 2003.

Vavro, M.: Mechanika hornin a uhlénoho masívu. VŠB Ostrava, 1984.

Zajac, O., Boroška, J., Gondek, H.: Hlbinné dobývacie stroje a dopravné zariadenia. 1991.

Technické podmínky navrhovaných zařízení.

Zákon č. 44/1988 Sb. ve znění jeho novel.

Bezpečnostně - právní akty Subterra, a. s.

Klepsatel, F., Kusý, P., Mařík, L.: Výstavba tunelů ve sk. horninách Bratislava, ISBN 80-88905-43-5.

Rozsypal, A.: Inženýrské stavby Řízení rizik, Bratislava, ISBN 978-80-8076-066-3

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **Ing. Petr Urban, Ph.D.**

Datum zadání: 30. 10. 2011

Datum odevzdání: 30. 04. 2012

Prohlášení

- Celou diplomovou práci včetně příloh, jsem vypracoval samostatně a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.
- Byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č.121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – využití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a využití díla školního a § 60 – školní dílo.
- Beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně, ke své vnitřní potřebě, diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí a jeden výtisk bude uložen u vedoucího diplomové práce. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci, obsažené v Záznamu o závěrečné práci, umístěném v příloze mé diplomové práce, budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- Souhlasím s tím, že diplomová práce je licencována pod Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 Unported licencí. Pro zobrazení kopie této licence, je možno navštívit <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/3.0/>.
- Bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- Bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše). [18]

V Ostravě dne 30. 4. 2012

jméno a příjmení: Bc. Vasil Dančo

podpis:.....

Na tomto místě bych rád poděkoval vedoucímu diplomové práce panu Ing. Petru Urbanovi, Ph.D. za odbornou konzultační činnost. Dále děkuji vedení akciové společnosti SUBTERRA za umožnění studia na VŠB – TU Ostrava. Poděkování patří také vedoucímu projektového týmu Ing. Petru Středulovi, který mi poskytl podklady pro tuto práci a současně mu děkuji za odborné konzultace a poskytnuté informace.

Anotace

Stále se zvyšující nároky na přepravní kapacitu a bezpečnost si vyžádaly rekonstrukci jednoho ze dvou Jablunkovských tunelů, které byly postupně budovány od roku 1870. Rekonstrukce je součástí optimalizace úseku železničního koridoru „Optimalizace trati st. hr. SR - Mosty u Jablunkova - Bystřice nad Olší“, v rámci kterého byl navržen nový moderní dvoukolejný železniční tunel v místě stávajícího jednokolejného tunelu Jablunkovský 2. Razicí práce probíhaly ve složitých technicko - geologických podmínkách. Při rozšiřování tunelu na celý profil došlo k rozsáhlé havárii, která přerušila stavební práce na více než rok. Proto je nezbytné zabývat se příčinami havárie, identifikací, popsáním a hodnocením rizik s cílem přijmout taková opatření, aby byla zajištěna jejich maximální eliminace při zmáhání havárie a dokončení projektu.

Klíčová slova: ražba tunelu; tunel; zmáhání tunelu; havárie tunelu; riziko;

Summary

The ever increasing demands on the capacity and safety required a reconstruction of one of the two Jablunkovsky tunnels, which were gradually built since 1870. This reconstruction is one part of the optimization section of the railway corridor "The optimization of the railway line from the SR state border through Mosty u Jablunkova village to Bystřice nad Olší village", in which a new modern two-track railway tunnel was designed and was located on the same place of the already existing single-track Jablunkovsky tunnel 2. The tunnelling works were made under complicated technical and geological conditions. During the expansion of the whole tunnel profile there was a large tunnel collapsed that interrupted the works for more than a year. Therefore it is necessary to follow up the causes of the tunnel collapsed and identify, describe and assess the risks, to take measures to ensure their maximum elimination during the collapsed reconstruction and the completion of the tunnel.

Key words: tunnelling; tunnel; collapsed reconstruction; tunnel collapsed; risk;

OBSAH

ÚVOD	1
1 HAVÁRIE TUNELU	4
2 BEZPEČNOSTNÍ RIZIKA	12
2.1 RIZIKA-TEORETICKÁ VÝCHODISKA	12
2.2 RIZIKO GEOLOGICKÉ – NEDOSTATEČNÉ VSTUPY	14
2.2.1 <i>Riziko neočekávaného chování porušeného horninového masivu.....</i>	<i>14</i>
2.2.2 <i>Riziko vlivu podzemní vody.....</i>	<i>14</i>
2.3 RIZIKO ČINNOSTI MONITORINGU	15
2.4 RIZIKO ŘÍZENÍ A DOZOROVÁNÍ STAVBY	15
2.5 RIZIKO TECHNOLOGICKÉ KÁZNĚ ZHOTOVITELE	15
2.6 RIZIKO OVLIVNĚNÍ SOUSEDNÍHO PROVOZOVANÉHO TUNELU	15
2.7 RIZIKO PROVEDITELNOSTI NAVRŽENÝCH VARIANT	16
2.8 VARIANTA – HLOUBENÁ	16
2.9 VARIANTA - RAŽENÁ POMOCÍ NRTM	18
2.10 VARIANTA – RAŽENÍ POD OCHRANOU ŘÍZENÉHO MIKROTUNELOVÁNÍ.....	24
2.11 TECHNICKÉ HODNOCENÍ VARIANT	25
2.11.1 <i>Společné prvky jednotlivých variant.....</i>	<i>25</i>
2.12 GEOTECHNICKÉ ZHODNOCENÍ NADLOŽÍ.....	26
2.13 PILOTOVÉ STĚNY	27
3 NÁVRH VYZTUŽOVÁNÍ	29
3.1 POSTUP PRACÍ.....	31
4 SOUHRNNÁ BEZPEČNOSTNÍ OPATŘENÍ PŘI RAŽBĚ TUNELU	34
ZÁVĚR	39
SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	41
SEZNAM OBRÁZKŮ	42
SEZNAM TABULEK.....	43
SEZNAM PŘÍLOH.....	43

SEZNAM ZKRATEK

České zkratky

ČR	Česká republika
HUS	hydraulicky upínaný svorník
IBO	celozávitová kotevní tyč samozávrtná
IG	inženýrsko-geologický
MKP	metoda konečných prvků
NRTM	nová Rakouská tunelovací metoda
PG	kotvy
SB	stříkaný beton
SN	typ svorníku – betonářská výztuž
TH	typ výztuže
TM	tunel metr
TT 3 – TT5b	technologická třída NRTM
VŠB-TU	Vysoká škola báňská-Technická univerzita

CIZOJAZYČNÉ ZKRATKY

RQD	rock quality designation
SWOT	Strengths, Weaknesses, Opportunities, Threat
TBM	tunnel Boring Machine

Úvod

Důležitým železničním spojením České a Slovenské republiky byly a jsou Jablunkovské železniční tunely, které se nacházejí v Těšínských Beskydech, a procházejí Jablunkovským průsmykem v blízkosti státní hranice. Pro překonání průsmyku a udržení nivelety trati zde byly vybudovány dva jednokolejné tunely. Technická i morální životnost je prakticky překročena a proto bylo potřeba řešit stávající situaci. V rámci modernizace traťového úseku bylo navrženo přebudování stávajícího jednokolejného tunelu na nový moderní dvoukolejný tunel. Z druhého tunelu bude úniková štola. [10]

Roku 1870 byl postaven Jablunkovský tunel číslo I. jako součást jednokolejné Košicko – Bohumínské dráhy. Otevření druhého tunelu proběhlo až v roce 1917. Ražba byla prováděna metodou obvodového výrubu (modifikovanou anglickou) a ostění bylo zděno z kamene z nedalekého pískovcového lomu. Na počátku války v roce 1939 byly oba tunely poničeny odstřelem. K obnovení provozu došlo až po roce 1940, v době před rekonstrukcí bylo provedeno ještě několik oprav.

Mocnost nadložních vrstev tunelu se pohybuje v rozmezí od 8 do 24 m. V oblasti průsmyku se stýkají tři souvrství, a to paleogenní krosněnské, podmenilitové vrstvy a křídové istebňanské vrstvy. Z petrografického hlediska jsou všechna souvrství budována střídajícími se vrstvami pískovců a jílovců ve flyšovém vývoji, přičemž místo od místa převažují buď jílovce, nebo pískovce. V archivních vrtech nad tunely byl povrch hornin předkvarterního podkladu zastižen v hloubkách cca 1,9–6,5 m pod terénem a ve vrtech většinou převažovaly jílovce, ojediněle byla popisována převaha prachovců a pískovců. Kvarterní pokryv je převážně budován deluviálními sedimenty, které většinou dosahují mocnosti cca 0,8–3,2 m, ojediněle až 6,1 m. [2], [10]

Komplikovaná geologická stavba a velké tektonické porušení tohoto území se vyznačují značně nepříznivými hydrogeologickými poměry. Styk istebňanských a krosněnských vrstev představuje pro podzemní vodu vhodnou komunikační zónu, zejména pro značné porušení a velkou rozpukanost hornin ve zlomovém pásnu. Hladina podzemní vody byla zastižena ve všech archivních vrtech v hloubkách 0,25–6,0 m pod terénem. Jedná se o společnou průlinovou až průlinově - puklinovou zvědeň v kvarterních zeminách a povrchových vrstvách terciérních hornin s napjatou hladinou.

Výstavba železničního tunelu Jablunkovský 2. je prováděna rozšířením a zvětšením tunelové roury původního tunelu, jehož ražení bylo prováděno před cca 100 lety. Délka

tunelu je 612 m, z toho ražená část tunelu je dlouhá 576 m. Ostění raženého tunelu je navrženo jako dvouplášťové s mezilehlou fóliovou hydroizolací. Tloušťka definitivního ostění tunelu je minimálně 400 mm. Výstavba je prováděna Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Vzhledem k zastiženým IG poměrům je uvažováno mechanizované rozpojování hornin nebo s využitím trhacích prací a dočišťováním líce výrubu mechanizovaně. Tunel je horizontálně členěn na kalotu, jádro a protiklenbu. Na základě geotechnických podmínek zastižených v rámci podrobného geotechnického průzkumu byly stanoveny 3 základní technologické třídy výrubu NRTM.

Primární ostění je prováděno ze stříkaného betonu C 20/25 navrženého v tloušťkách 150, 200 a 350 mm. Tloušťka primárního ostění závisí na třídě výrubu. V primárním ostění jsou použity výztužné příhradové oblouky, výztužné sítě, kotvy a zavrtávané ocelové jehly. Část původního ostění je využita jako součást obezdívky stávajícího jednokolejného tunelu. Tato je opatřena zástríkem vrstvy stříkaného betonu vyztuženého sítěmi a zajištěného pomocí PG kotev délky 3 m, s provedenou injektáží prostoru za ostěním. [2]

Ražba nového dvoukolejného tunelu bude budována v pěti fázích: - v první fázi se provede zajištění boku stávajícího jednokolejného tunelu Jablunkovský č. 2 stříkaným betonem a PG kotvami, doplněné o injektáž za ostěním s využitím těchto kotev. - ve druhé fázi bude vyražena kalota tunelu, která bude ihned zajištěna primárním ostěním. Rovněž bude rozebrána část klenby stávajícího jednokolejného tunelu. - ve třetí fázi bude postupně bourána převážná část starého tunelu se současnou ražbou jádra a protiklenby. Následně bude celý profil zajištěn primárním ostěním ze stříkaného betonu. - ve čtvrté fázi bude provedena uzavřená mezilehlá hydroizolace – v páté se vybuduje sekundární ostění tunelu.

Mezi noční a ranní směnou dne 15. 11. 2009 došlo k havárii tunelu, při níž bylo totálně zavaleno cca 96 m díla vyztuženého uzavřeným primárním ostěním. K náhlému závalu došlo při provádění budování výstroje protiklenby v TM96 – TM98. Z tohoto úseku se rozšířil směrem k jablunkovskému portálu. V rámci zjištění příčin současné havárie je nutno uvést, že z období ražby a vyztužování původního jednokolejného tunelu se prakticky nedochovaly žádné dokumenty, použitelné k upřesnění geologických a geotechnických poměrů. Dokumenty z Městského úřadu Jablunkov svědčí pouze o tom, že poměry při ražení v oblasti současného východního portálu byly komplikované a ražba velmi obtížná. Nasvědčuje tomu i monitorig likvidovaného starého ostění tunelu, která v

okolí místa vzniku současné havárie zaznamenala výrazné navýšení tloušťky původního ostění a poměrně rozsáhlé porušení horninového okolí, zčásti zakrytého následnou dlouhodobou konsolidací jílovitých hornin. K havárii došlo v situaci provádění výlomu jádra a protiklenby (obr. 1). Při výlomu je odstraňována podstatná část klenby a levého jádra starého tunelu. Protiklenba kaloty byla na pravé straně opět kloubově připojena na spodní část levého jádra. Vlastní zával vznikl evidentním překročením únosnosti ostění ze stříkaného betonu v levé části mezi kalotou a jádrem. Dle fotografie pořízené několik minut před vznikem závalu, která ukazuje na evidentní překročení únosnosti ostění vznikem smykové trhliny vlivem vysokého svislého zatížení. [2], [10]



Obrázek 1: Počátek vzniku havárie Jablunkovského tunelu. Zdroj: vlastní zpracování

Vzhledem ke složitosti projektů výstavby tunelů obecně, a s ohledem na specifické podmínky, které při výstavbě „Jablunkovského tunelu“ zaskočily i zkušené tuneláře z firmy SUBTERRA, je nezbytné věnovat oblasti řízení rizik zvýšenou pozornost.

S ohledem na výše uvedené skutečnosti jsem si zvolil za cíl mé práce navrhnout vhodná opatření pro eliminaci nejzávažnějších rizik a bezpečný průběh při zmáhání havárie Jablunkovského tunelu.

1 Havárie tunelu

Obecně lze říci, že havárie podzemních staveb jsou bezpochyby součástí rizika, kterému se každý zhotovitel vystavuje při realizaci projektu. Podle faktorů, které danou havárii způsobily, lze vnější projevy a obraz havárie rozdělit do několika skupin:

- havárie, při kterých vznikl povrchový kráter
- havárie, které proběhly pouze v podzemí (závaly, porušení čelby, stropu apod.)
- průvaly podzemní vody
- havárie portálů a skalní zřícení



Obrázek 2: Kráter po havárii Jablunkovského tunelu listopad 2009.

Ve většině případů havárií podzemních staveb je poměrně obtížné určit její hlavní příčinu. Příčiny havárií totiž obvykle spočívají v synergickém působení více faktorů. Tyto faktory mohou být jak přírodního, technického, technologického, tak i legislativně smluvního charakteru. Nejvyšší zastoupení mezi faktory zapříčiňující havárie podzemních staveb mají samozřejmě složité geologické a hydrogeologické poměry. Nedokonale provedený inženýrsko-geologický průzkum, nevhodné vedení razících a vyztužovacích prací, chybný návrh, konstrukční nedostatky, špatná organizace výstavby a nedostatečná zkušenost účastníků výstavby jsou také poměrně obvyklými faktory, které se v nejednom případě podílely na havárii podzemní stavby. [1], [3]

Složitými geologickými poměry je míněn nekvalitní, silně tektonicky porušený horninový masiv, popřípadě jinak oslabený horninový masiv. Toto oslabení může být způsobeno např. prostoupením horninového masivu velmi tenkými vrstvami jílu, velmi rychlým střídáním horninových vrstev a rozdílných hodnot napětí během jednoho typu

horniny. Stabilita v takovém horninovém masivu je také závislá na četnosti, ale především na orientaci a stavu ploch nespojitosti.

Za složité hydrogeologické poměry horninového masivu je považováno horninové prostředí, kde je vysoké zvodnění horninového masivu, výskyt štěrkopískových lavic s vysokou hladinou podzemní vody, popřípadě zvýšený výskyt maloprostorových izolovaných kolektorů kde rychlost pronikání povrchových vod do hlubších zvodní je velmi vysoká, nebo kdy hladina podzemní vody komunikuje s blízkou řekou, či jiným vodním zdrojem.

Nedokonale provedený inženýrsko-geologický průzkum může být zapříčiněn skutečností, že průzkumné vrty jsou prováděny ve větších vzdálenostech než by bylo pro danou oblast příhodné, nebo je-li při průzkumu opomenuta některá z důležitých vlastností horninového masivu. I z dostatečně provedeného inženýrsko-geologického průzkumu však lze dojít k chybným závěrům, a to především nevhodným vyhodnocením získaných dat.

Za nevhodné vedení razících a vyztužovacích prací lze označit situaci, při které dojde k překročení návrhové hodnoty maximální vzdálenosti provádění počvy za výlomem čelby. Plošná stabilizace výlomu je rovněž snížena zaostáváním druhé vrstvy nástřiku stříkaného betonu za výlomem čelby, případně pokud dynamika provádění razících a vyztužovacích prací výrazně zaostává za předpokladem návrhu.

Při provádění návrhu může dojít k velkému množství chyb. Mezi ty nejpodstatnější, ke kterým však již v minulosti došlo, patří např. nesprávně použitý matematický model horninového prostředí v projektové dokumentaci. Dochází také k nesprávnému vyložení zahraničních norem, což může mít za následek podstatné snížení statické bezpečnosti projektu. Svou roli sehrává rovněž nevhodný výběr použité technologie ražení a vyztužování do daných geologických a hydrogeologických poměrů, dále návrh nevyhovujícího monitorovacího systému či množství jiných chyb projektu.

V případě konstrukčních nedostatků podzemních staveb se může jednat o přítomnost nedokonale ošetřených pracovních spár, nedokonale provedené hydroizolaci, injektáží za ostěním a v krajním případě i použití nekvalitních materiálů.

Špatná organizace výstavby je ve většině případů dána především faktem, že nad technickými kritérii převáží kritéria ekonomická a politická. Dále může být zapříčiněna také nestandardním smluvním vztahem mezi účastníky výstavby, jenž postrádá

jednoznačné vymezení kompetencí a povinností. Zkušenosti účastníků výstavby nejsou mnohdy na úrovni potřeb pro rychlé a účinné reakce na změny podmínek ražení a vyztužování.

Na vzniku havárie se mohou podílet i jiné faktory, mezi které patří např. vliv účinku seizmického zatížení, vliv extrémních srážek nebo extrémně zvýšená hladina řeky.

Většina výše jmenovaných faktorů se rovněž podílela na vzniku následujících nejvýznamnějších havárií tunelů v ČR v posledních 15 letech.

1. Havárie silničního tunelu Hřebeč v dubnu 1995, Hřebeč
2. Havárie železničního tunelu Březno v květnu 2003, Březno u Chomutova
3. Havárie železničního tunelu v Jablunkově v květnu 2008, Jablunkov
4. Havárie silničního tunelu Blanka v květnu 2008 a v říjnu 2008, Praha
5. Havárie železničního tunelu Jablunkov v listopadu 2009, Jablunkov (obr. 2)

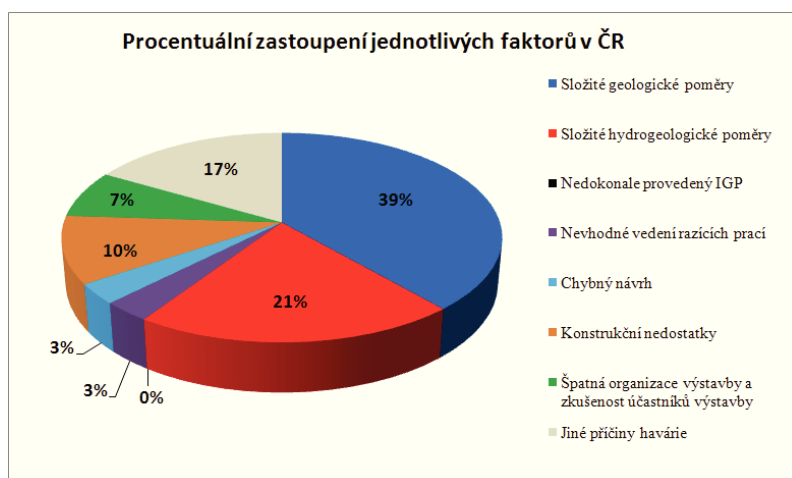
V následující tabulce jsou uvedeny jednotlivé havárie a faktory, které se na jejich vzniku významně podílely. Pokud se na vzniku havárie podílelo synergické působení více faktorů, jsou tyto označeny symbolem [X], pokud je však zřejmé, že některý faktor výrazně převyšoval nad ostatními je označen symbolem [XX].

Tabulka 1: Havárie tunelů v ČR

Jednotlivé havárie	Příčiny havárie							
	Složité geologické poměry	Složité hydro-geologické poměry	Nedokonale provedený IGP	Nevhodné vedení razících prací	Chybný návrh	Konstrukční nedostatky	Špatná organizace výstavby a zkušenost účastníků výstavby	Jiné příčiny havárie
Havárie silničního tunelu Hřebeč v dubnu 1995, Hřebeč	XX						X	
Havárie železničního tunelu Březno v květnu 2003, Březno u Chomutova	X		X	X	X	X	X	
Havárie železničního tunelu v Jablunkově v květnu 2008,	XX	X	X					
Havárie silničního tunelu Blanka v květnu 2008, Praha	XX	XX						
Havárie železničního tunelu, v Jablunkově v listopadu 2009,	XX	XX						X

Zdroj: vlastní zpracování

Na následujícím grafu je vyjádřeno procentuální zastoupení jednotlivých faktorů, které jsou nejčastěji příčinami havárií podzemních staveb v ČR. Dle tohoto grafu a také dle všeobecného očekávání, lze jednoznačně určit, že nejčastěji zastoupenými faktory způsobující poruchy podzemních staveb jsou složité geologické a hydrogeologické poměry. Tyto dva faktory jsou totiž zastoupeny ve výčtu příčin většiny havárií podzemních staveb. Otázkou vždy zůstává, zda se na vzniku havárie podílely převážnou mírou, nebo zda byly pouze faktorem, který vznik havárie umožnil a hlavní příčinou byl některý z jiných faktorů. [1], [3]



Obrázek 3: Procentuální zastoupení jednotlivých faktorů způsobujících havárie podzemních staveb v ČR v posledních 15 letech.

I když se historie podzemního stavitelství táhne až do 9. stol. př. n. l., kdy byl postaven nedochovaný asyrský Semiramidin tunel, i v současné době není možné vyvarovat se haváriím, a to jak menšího rázu, tak i těch dalekosáhlejších. Bohužel není výjimkou, že při těchto haváriích dojde i k vážným ujším na zdraví, případně i ztrátám na životech. Vznik těchto havárií je dán především skutečností, že geologické podmínky nejsou nikdy zcela opakovatelné, a proto je každá podzemní stavba ojedinělým dílem, u kterého je počátek razícího cyklu vždy nejkritičtější místem v průběhu celého ražení a nejedná se jenom o geologické aspekty, ale také geomechanické a personální. Každá podzemní stavba by měla být novou výzvou pro všechny účastníky výstavby a vyžaduje odborné znalosti a zkušenosti, které by měly být doplňovány i v průběhu ražení. Schopnost učení tudíž hraje významnou roli, a to především v počáteční fázi ražby.

Ze samotných havárií jsou po jejich podrobné analýze čerpány nové poznatky, které jsou poté využity k doporučení pro projektování a provádění podzemních staveb. Stalo se

tomu tak i např. v případě havárie tunelu Heathrow, kdy byla NRTM ještě méně používanou metodou v prostředí jílů, tím více při aplikaci v zeminách. Při této havárii se však potvrdilo, že při provádění podzemních staveb pomocí zásad NRTM musí být brán zvýšený zřetel na výsledky geotechnického monitoringu a také jak významná je existence nezávislého geotechnického dozoru.

Před prováděním samotného projektu je velmi důležitý inženýrsko-geologický průzkum. Jeho kvalita se u jednotlivých podzemních staveb velmi liší. Tento fakt je dán především tím, že vítězem veřejného výběrového řízení bývá nabídka s nejnižší cenou, což většinou působí negativně na kvalitu, ale především na komplexnost inženýrsko-geologického průzkumu. Většina investorů si totiž zcela neuvědomuje skutečnost, že kvalitně provedený inženýrsko-geologický průzkum vyžaduje sice určité náklady, ale jedná se pouze o zlomek nákladů, které musí být věnovány případným sanačním pracím, a to nemluvě o časovém zpoždění projektu. Nedokonale provedenému inženýrsko-geologickému průzkumu může následně čelit projektant pouze konzervativním návrhem, čímž se zvyšuje cena projektu.

Dalším významným faktorem ovlivňující úspěšnost celého projektu ještě před jeho samotným započítím je vhodný výběr metody, kterou bude podzemní stavba prováděna. V některých případech totiž došlo k hrubému podcenění vlastností horninového masivu v okolí podzemní stavby, popřípadě byla kvůli jiným faktorům vybrána metoda, která se do daných podmínek ne zcela hodila. Příkladem je havárie železničního tunelu Březno v květnu 2003, kdy byla použita metoda obvodového vrubu, která byla mnoha odborníky do daných podmínek kritizovaná. Tato kritika byla ale vždy razantně odmítána ze strany investora i projektanta.

V samotném projektu může dojít také k mnoha nedostatkům či závažným pochybením. Již při návrhu došlo v minulosti nejednou k výskytu velmi hrubých pochybení. K těm nejzávažnějším případům řadíme především projektantské chyby při havárii tunelu v Singapuru v dubnu 2004, kde si projektanti špatně vyložili britskou normu a použili menší profily ocelových prvků, což zásadně snížilo statickou bezpečnost projektu. Navíc byla provedena nevhodná analýza zemin, protože ve výpočtovém modelu s využitím metody konečných prvků (MKP) byly zadány parametry odvodněné zeminy, přičemž měly být použity parametry pro neodvodněné zeminy, a tím došlo k poddimenzování. Za další

výraznou chybu lze považovat i velmi optimistický matematický model horninového prostředí použitý v projektové dokumentaci u tunelu v Mnichově v září 1994.

Při provádění podzemních staveb, a to především u dnes velmi rozšířené NRTM je důležitou složkou geotechnický monitoring. Úkolem geotechnického monitoringu je porovnání prognózy se samotným měřením deformací a stavu napjatosti ostění a okolního horninového masivu.

Výsledkem je optimalizace provádění podzemních staveb. Pokud jsou navrhované úpravy v intencích platné projektové dokumentace, rozhodovací proces se odehrává na stavbě, potažmo přímo na čelbě. V případě, že situace vyžaduje zásadní změny přesahující mantinely vymezené projektovou dokumentací, je svoláno jednání za účasti zástupců všech účastníků výstavby. Denní interpretace výsledků komplexního geotechnického monitoringu musí být nepřetržitá, aplikace výsledků a doporučení okamžitá a bezprostřední. Zhotovitel geotechnického monitoringu musí mít také jasně definované kompetence a vztahy vůči ostatním účastníkům výstavby. Z pohledu investora je výhodné využít nepřetržitou přítomnost zaměstnanců monitoringu na stavbě pro funkci stavebního dozoru. Pak je výkon stavebního dozoru optimální nástroj pro možnost operativního ovlivnění výstavby.

Monitoring podzemních staveb musí být komplexní, protože pouze vyhodnocení měření všech monitorovacích prvků ve vzájemných souvislostech umožní relevantní prognózy a závěry. Současná aplikace spojení monitoringu a dozoru umožňuje nejefektivnější a nejrychlejší reakce na zastižené podmínky.

Další velmi důležitou složkou provádění podzemních staveb, která byla v minulosti poměrně nedoceněna, je organizace a řízení výstavby. Tento faktor se podílel na vzniku množství havárií podzemních staveb. V těchto případech došlo ustoupení ekonomickým kritériím nad kritérii technickými, podle kterých bylo nutné ražbu pozastavit, nalézt příčiny nadměrných deformací a přijmout vhodná technická či technologická opatření. Při samotném provádění razících a vyztužovacích prací je potřeba dbát zvýšenou opatrnost na kvalitní realizaci hydroizolace, a to především v horninovém masivu se složitými hydrogeologickými poměry. V opačném případě totiž může dojít ke vzniku průvalů podzemní vody, jako tomu bylo při havárii metra v Los Angeles v roce 1995, popřípadě havárii tunelu Haivant v roce 2001 (Velká Británie).

Mezi další nedostatky, které se během razících a vyztužovacích prací mohou vyskytnout, patří nedodržení bezpečné vzdálenosti od čelby, ve které má být dokončeno vyztužování kaloty nebo protiklenby. Zcela nepřípustné je také zaostávání druhé vrstvy nástřiku stříkaného betonu. Tento nedostatek se vyskytl v případě havárie tunelu Horelica v březnu 2001. Výskyt těchto nedostatků lze eliminovat především existencí kvalifikovaného geotechnického dozoru. [1], [3]

Nekvalifikovanost technického dozoru

Nedostatečné zkušenosti účastníků výstavby podzemní stavby a technického dozoru z práce v daném prostředí, které nejsou na úrovni potřeb rychlé a účinné reakce na změny podmínek ražení a vyztužování. Prosté srovnání předpokladů inženýrsko-geologického průzkumu, které je navíc idealizované v geologických podkladech projektu se zařazením do geotechnických kategorií nebo obecného doporučení technologických postupů, s realitou horninového prostředí není dostačující a samo o sobě nijak zvlášť významné bez odpovídající korekce, protože obecné charakteristiky prostředí nemohou vyjádřit rozsah, míru a dopad lokálních, ale pro použitou technologii velmi významných změn. Tyto změny, vedou nutně k potřebě okamžité kvalifikované reakce odpovědných pracovníků a technického dozoru, pokud nemají mít významnější dopad. [13]

Možné příčiny havárie Jablunkovského tunelu ze dne 15. 11. 2009

Komplikované geologické podmínky v oblasti Jablunkovského průsmyku náležící k soustavě flyšového pásma vnějších Karpat patřící orograficky k celku Jablunkovská vrchovina, která je silně ovlivněna tektonickými liniemi a složitými příkrovovými podmínkami.

Předkvartérní horninový podklad je petrograficky tvořen střídajícími se vrstvami pískovců a jílovců, vesměs silně tektonicky porušenými. Oblast průsmyku byla opakovaně postižena sesuvnými jevy.

Z hydrogeologického hlediska jsou horniny typické výraznou průlinovou propustností kvartérních deluviálních a deluviofluviálních sedimentů, v nichž existují významné podzemní zvodně.

V předkvartérních horninách se vytváří podzemní zvodeň s puklinovou propustností, jejíž kapacita a rychlost proudění je závislá na daném horninovém prostředí, alteraci, stupni rozpukání a rozevření puklin.

Propojením obou bází kvartéru vznikl společný kolektor podzemní vody, který je přímo závislý na atmosférických srážkách. Mohou se vyskytovat i polohy s místně napjatou podzemní vodou.

Fyzikálně – mechanické vlastnosti hornin zjištěné v jednotlivých fázích inženýrskogeologického průzkumu poukazovali na velmi špatné stabilitní a deformační vlastnosti masivu, což potvrdil i monitoring při vlastní ražbě do doby prvního závalu v měsíci květnu roku 2008. Horniny byly hodnocené jako málo pevné, silně zvětralé jílovce třídy R5, s extrémní hustotou diskontinuit (index RQD = 0).

Na základě výše uvedených parametrů se nebojím říci, že tím nejzávažnějším důsledkem havárie Jablunkovského tunelu byl jednoznačně nerovnovážný stav v horninovém masivu dané lokality. [13]

Nerovnovážný stav horninového masívu

Nerovnovážný stav byl narušen sesuvy z dob dávné minulosti, ale také například ražbou původních tunelů nebo odstřelem části tunelů v roce 1939.

Z části mohli mít vliv také projektové nedostatky.

Dle mého názoru je malá pozornost věnovaná hydrogeologickým podmínkám a to především velikosti a časové dotaci podzemní vody v lokalitě závalu, která je závislá na povětrnostních podmínkách a dotaci z antropogenních zdrojů (dešťové a splaškové vody). Není zpracováno reziduální napětí v horninách tunelového prostředí. [13]

2 Bezpečnostní rizika

2.1 Rizika-teoretická východiska

Riziko je nejistá událost nebo podmínka, která může mít záporný nebo kladný vliv na udržitelnost, pověst nebo dosažení strategických, finančních a operativních cílů společnosti v pozitivním či negativním smyslu.

Negativní riziko je možné definovat jako možnost ztráty nebo škod, pozitivní riziko je příležitost (stane se pozitivní událost). Riziko je možné definovat jako podmínku reálného světa, v němž existuje vystavení nepříznivým okolnostem. Riziko je často chápáno jako nebezpečí vzniku určité ztráty.

Riziko vyjadřuje míru ohrožení aktiva (hmotný či nehmotný majetek), míru nebezpečí, že se uplatní hrozba a dojde k nežádoucímu výsledku vedoucímu ke vzniku škody.

Prvním krokem procesu snižování rizik je jejich analýza, která je obvykle chápána jako proces definování hrozeb, pravděpodobnosti jejich uskutečnění a dopadu na aktiva, tedy stanovení (identifikace) rizik a určení jejich závažnosti. [15]

Pro identifikaci rizik se doporučuje využít například techniku brainstormingu, delfskou metodu, rozhovory, analýzu SWOT atd. Brainstorming je jedna z nejfrekventovanějších metod pro vyhledávání nápadů v týmu. Jedná se o klasickou kreativní techniku týmové práce, založenou na předkládání maxima nápadů bez kritické odezvy v okamžiku jejich vyřčení. Vyloučení kritiky umožňuje rozvíjet vyslovené myšlenky a fantazii. Po ukončení předkládání nápadů se vytipují ty nejvhodnější pro další rozpracování.

Diskusi formou brainstormingu by měl vést zkušený moderátor, aby byla tato metoda použita správně. Je dobré mít na paměti, že vymýšlení nápadů touto metodou však může být u některých jedinců oslabeno skupinovými efekty (strach ze společenského znemožnění, některé příliš výřečné osoby). [16]

Identifikovaná rizika se sestaví do registru rizik, např. do tabulky, kde jsou jednotlivá rizika popsána, je ohodnocena pravděpodobnost a dopad. Příklad registru uvedený v tabulce č. 2.

Tabulka 2: Registr rizik

Registr rizik											
číslo	stupeň rizikové události	název rizika	popis	kategorie	prvotní příčina	spouštěč	potenciální reakce	vlastník rizika	pravděpodobnost	dopady	stav
R1	1										
R23	3										
R17	2										

Legenda k tabulce: stupeň rizikové události číselná stupnice: 1 je nejvyšší míra rizika
 pravděpodobnost: slovní ohodnocení dle stupnice vysoká 3, střední 2, nízká 1
 dopady: slovní ohodnocení dle stupnice vysoká 3, střední 2, nízká 1,

Závažnost jednotlivých rizik je vhodné zjistit kvalitativní analýzou rizik pomocí tzv. matice pravděpodobnosti a důsledků. Přičemž vznik rizika může být zatížen malou, střední či vysokou pravděpodobností a dopad může být malý, střední, velký. Pravděpodobnost lze ohodnotit například dle stupnice vysoká 3, střední 2, nízká 1, dopady dle stupnice vysoká 3, střední 2, nízká 1.

Doporučuje se, aby manažer týmu spolu se členy týmu ohodnotili identifikovaná rizika z pohledu pravděpodobnosti a důsledků a společně ve skupině se dohodli o zanesení nejběžnějších rizik do matice, příklad je uveden na obrázku č. 2. [15]

Matice pravděpodobnosti a důsledků

pravděpodobnost	vysoká	R 1		R5
	střední		R17, R23	
	nízká			
		nízké	střední	vysoké
		důsledky		

Obrázek 4: Matice pravděpodobnosti a důsledků. Zdroj: [15]

Míru rizika **R** lze vyjádřit pomocí funkce dvou proměnných, kde **a** je dopad hrozby a **h** je pravděpodobnost.

$$R = f(a, h)$$

Při počáteční analýze rizik se vychází z toho, že nejsou přijata žádná opatření, jedná se o tzv. „inherentní“ riziko. Následně, po přijetí opatření se stanovuje aktuální míra evidovaného rizika, tj. „reziduálního“ (po přijetí opatření, jež zmírnilo riziko). Cílové riziko je pak cílový stav, který nevyžaduje žádné akce na jeho řešení.

2.2 Riziko geologické – nedostatečné vstupy

Prozkoumanost předmětné oblasti je na dostatečné úrovni. Jsou k dispozici data z doplňujícího geologického průzkumu, a také poznatky z vlastní ražby kaloty, jádra a dobírky protiklenby. Proto hodnotím riziko jako malé. [12]

2.2.1 Riziko neočekávaného chování porušeného horninového masivu

Objektivními faktory, jako je poloha horského sedla ve flyši, určitě postižené v minulosti sesuvnými pohyby, k tomu dva vyražené tunely po několika závalech. Geotechnické prostředí v prostoru ražby se zcela jistě nebude chovat jako horninový masiv ve smyslu geologické a geotechnické terminologie.

Rizikovými faktory jsou:

očekávané horizontální reziduální napětí, vyvolané sesuvy (fossilními i čerstvými) a také poslední havárie

průzkumem ověřené tzv. „kontraktní“ chování jílovců

vlivy podzemní vody a již prokázaná citlivost masivu na atmosférické srážky a z toho vyplývající nebezpečí

Proto může být vysoce rizikové, že ve výpočtech je uvažováno pouze s horizontálními složkami reziduálního napětí, tudíž se doposud nikdo nezabýval bočními tlaky opatřeními proti nim. [12]

2.2.2 Riziko vlivu podzemní vody

Podzemní voda má ve flyšových vrstvách důležitou roli z hlediska geotechnických vlastností masivu a z toho vyplývajících sesuvů. Podzemní voda hrála důležitou úlohu i při závalu tunelu. Podzemní voda může velmi nepříznivě působit na ražbu přes zával a způsobovat následující problémy:

zaplavování mikropilotových vrtů a vrtů pro betonáž pilotových stěn

trvalé přítoky do stavebních jam

v extrémním případě při opakování přívalových dešťů jako v listopadu 2009 může podzemní voda způsobit havárii stavební jámy nebo průval do ražené části tunelu. [12]

2.3 Riziko činnosti monitoringu

Jednotlivé části monitoringu je nutno zapracovat do provozní dokumentace před započítím prací na zmáhání závalu, tj. od zpevňování nadložních hornin po vlastní zmáhání. Vlastní riziko pochybení monitoringu vedoucí k mimořádné události je jednoduše eliminováno přesnou definicí pravomocí a odpovědnosti subjektu, vykonávajícího monitoring. [12]

2.4 Riziko řízení a dozorování stavby

Riziko pochybení ze strany dozoru stavby a zhotovitele vedoucí k mimořádné události je za současných podmínek velmi vysoké. Důvodem jsou složité tzv. „odběratelsko – dodavatelské vztahy.

I v tomto případě lze riziko eliminovat přesnými definicemi pravomocí a odpovědnosti všech řídicích složek na stavbě. [12]

2.5 Riziko technologické kázně zhotovitele

Bude eliminováno tím více, čím přesněji budou nadefinovány technologické postupy, pravomoci a odpovědnosti všech subjektů podílejících se na stavbě. Ovšem za předpokladu, že si všichni budou plnit si své povinnosti. V praxi platí pravidlo, že „každý zhotovitel si na stavbě dovolí pouze to, co je mu skutečně dovoleno“. [12]

2.6 Riziko ovlivnění sousedního provozovaného tunelu

Vrtání pilot představuje nejmenší riziko pro provozovaný tunel. Negativně se může projevit nesystematické čerpání vody z vrtů, prudkým poklesem hladiny podzemní vody. Pokles hladiny spodní vody sám o sobě nepředstavuje závažnější riziko.

Ražba tunelu představuje pro provozovaný tunel rovněž relativně malé riziko – tunel je od ražby odcloněn v případných variantách ražeb pilotovými stěnami. Jediným rizikovým faktorem tak bude bourání příčných pilotových stěn při ražbě, které bude působit otřesy a dynamickými účinky ve zvodnělém prostředí.

Hloubení stavebních jam vykazuje výrazně vyšší rizika zejména ve fázích, kdy máme vyhloubenu příslušnou etáž jámy, ale nejsou ještě nainstalovány rozpěry. V tomto časovém

úseku může docházet k výraznějším horizontálním deformacím s možným dopadem do nadloží. Při těchto deformacích může být ovlivněna hydrogeologie nadložních vrstev.

Injektáže pro zpevnění průvodních hornin budou představovat zejména v blízké oblasti provozovaného tunelu představovat rizika ovlivněním proudění podzemní vody, a také možnými nekontrolovanými úniky injektážních směsí za obezdívku tj. do provozovaného tunelu.

2.7 Riziko proveditelnosti navržených variant

Z hlediska proveditelnosti jsem rozpracoval tři varianty zmáhání závalu tunelu Jablunkov. A to od úplného odstranění nadložních hornin a výstavbu tunelu v zapažené otevřené jámě, což představuje variantu hloubenou. Dalšími variantami jsou varianty ražené dle zásad NRTM a to metoda ražby pod ochranou mikropilotových deštníků, a ražba pod ochrannou klenbou z mikrotuneláže. Dle mého názoru jsou všechny uvedené varianty v daných extrémních podmínkách realizovatelné s menšími či většími riziky. Varianta hloubená je se jeví jako nejproblematictější z hlediska statiky vzhledem k velikosti zapažených ploch vztaženo k mocnosti nadloží. Zanedbatelný není ani vliv na životní prostředí vzhledem k nutným objemům odtěžené skrývky. Varianty jsou subjektivně ohodnoceny v pětistupňové škále: 1 – velmi vhodná, 2 – vhodná, 3 – podmíněně vhodná, 4 - málo vhodná, 5 – nevhodná.

Všechny varianty jsou podmíněny provedením výplňových a sanačních injektáží, ke zlepšení geologického prostředí v místě ražby tunelu. Geologické prostředí v prostoru havárie je dle ověřovacích vrtů velmi pestré, zásyp tunelu byl proveden navážkou různorodých hornin, s převahou hlušiny z Paskova, s větším množstvím kaveren a volných prostorů vzniklých nedokonalým zhutněním jílovců a prachovců ve frakci 150 – 300mm. Doporučuji provedení nízkotlaké injektáže s tlaky 6 – 10 barů k vyplnění volných prostor a stmelení masivu.

2.8 Varianta – Hloubená

Předpokládá výstavbu systémem želva, který spočívá ve vytvoření klenbové betonové konstrukce na vytvarovaný terén. Betonáž definitivní klenby tunelu se provádí přímo na zemní podklad, a následně se klenba zasype. Odtěžování profilu tunelu je prováděno až pod ochranou této trvalé nosné konstrukce.

Stavební jáma navržená v staničení TM 64,8 – TM 200,4. Délka stavební jámy je 134,4 m, světlá šířka 15,3 m. Stěny budou provedeny jako železobetonové piloty Ø1200 mm z betonu C25/30 s roztečí 1200 mm. Vzhledem k výšce nadloží tunelu dosahuje stavební jáma hloubky 15 m – 24 m, délka pilot se předpokládá až 40 m, tak aby mohly být vetknuty cca 9 m pod protiklenbou tunelu. Geotechnické podmínky neumožňují provedení kotvení pilotových stěn, proto je nutné zajistit provést rozpírání. To bude provedeno ocelovými profily HEB 300 s roztečí rámu 2,4 m.

Stavební jáma bude hloubena do hloubky cca 3,5 m pod klenbu zříčeného tunelu. Vytvoří se vytvarovaný horninový terén, na kterém se zabetonuje zákrytová deska o tloušťce od 0,5 m do 2,2 m.

Po dokončení konstrukce želvy a pod její ochranou bude probíhat odtěžování z jednotlivých částí horizontálně členěného výrubu. V první fázi bude probíhat odtěžování horní lávky (kaloty), v druhé lávce se bude dobírat jádro a protiklenba. Po odtěžení spodní lávky bude na dně vybetonována rozpěrná betonová deska o tloušťce od 0,5 m – do 2,2 m, podle profilu protiklenby.

Rozpěrná deska bude zároveň plnit funkci definitivního dna tunelu. Deska je navržena tak, aby odolala horninovému a hydrostatickému tlaku. Zbylý prostor vymezený spodní a horní rozpěrnou deskou, a v příčném řezu je dán průnikem vnitřního profilu primárního ostění s plochou vymezenou pilotovými stěnami. Tento prostor bude vyplněn stříkaným betonem C20/25. Za velmi důležitý považuji postup prací pod želvou v období demontáže středových rozpěr, do doby zajištění boku stříkaným betonem.

Varianta hloubená je technicky nejjednodušší má ale i řadu rizikových faktorů. Realizace až 31 m hluboké rozepřené jámy povede pravděpodobně ke vzniku horizontálních deformací, neboť v levé části nemůžeme stěny ukotvit vzhledem k sousednímu provozovanému tunelu, který je od jámy vzdálen horninovým pilířem širokým 13 m.

Rozepření stropu systémem „želva“ bude vzhledem k omezenému prostoru v rozepřené jámě velmi obtížné, a to jak v případě betonáže stropu na vytvarovaný terén, tak i v případě se zarovnanou počvou s pomocí bednění.

Při betonáži rozpěrného dna budou práce komplikovat provizorní rozpěry jdoucí středem tunelu. [13]

Nejdůležitější rizikové faktory varianty hloubené:

- rizika při provádění pilot (vzájemné tolerance, kolize vrtů, problémy při odpažování vrtů, pracnost při převrtávání stávajícího ostění, případná betonáž do vody),
- narušení systému hydrogeologie, ovlivnění proudění podzemní vody pilotovými stěnami,
- ztížené rozpojování a odtěžování rubaniny z prostoru jámy vzhledem k hustotě rozpěr,
- čerpání vody v průběhu hloubení jámy,
- náročné geologické podmínky pro vytvoření stropní desky metodou „želva“
- možnost odtěžování rubaniny pod rozpěrným stropem až po dosažení potřebné pevnosti betonu,
- zhotovení rozpěrného dna (omezený prostor, nevhodný tvar dna, možnost aktivace rozpěrné funkce dna až po dosažení potřebných pevnostních parametrů betonu a odstranění provizorních rozpěr),
- provádění zásypů v prostoru jámy (doprava materiálu do jámy, odstraňování rozpěr, hutnění a odvodňování),
- největší ovlivnění prací klimatickými podmínkami,
- teoreticky vypočtené největší deformační ovlivnění provozovaného tunelu
- absolutně nejvyšší vliv na životní prostředí. [13]

2.9 Varianta - Ražená pomocí NRTM

U této varianty se předpokládá zmáhání závalu a výstavbu tunelu pomocí ražení s doprovodnými opatřeními v předstihu před vlastní ražbou. Jedná se zejména o:

- Zlepšení parametrů prostředí pomocí sanační injektáže.
- Provedení podélné pilotové stěny mezi provozovaným a nově raženým tunelem v rozsahu staničení TM 64,8 až TM 200,4. Od paty piloty v úrovni 3,5 m pod spodní klenbou tunelu je pilota vyztužena na výšku 25 m a jejím účelem je deformačně oddělit oblast nově prováděného tunelu od provozovaného tunelu.

- Vytvoření příčných pilotových stěn po cca 10 m s úrovní paty cca 1,7 m pod počvou tunelu. Výztuž je navržena od paty piloty do výšky 18 m. Nad výztuží je pilota vyplněna hubeným betonem. Případné dutiny v oblasti zříceného tunelu předpokládá projektant vyplnit popílkobetonem, aby bylo možné pilotovou stěnu provést bez úniku betonu do případných dutin.
- Vyvrtání mikropilotových dešťníků Ø 114/10 po obvodu kaloty tunelu délky cca 12 m.

Zdar navrženého technologického postupu je přímo závislý na zlepšení parametrů horninového masivu, a to zejména porušených vrstev nadloží a navezeného zásypového materiálu z odvalu dolu Paskov, který tvoří převážně prachovce. Pokud dosud nebylo provedeno utěsnění prostředí pomocí injektáže, lze očekávat další výrazné zhoršení geotechnických parametrů těchto materiálů vlivem působení podzemní i prosakující povrchové vody. Jejím prouděním navíc může docházet k vymývání jemných částic a vzniku dalších volných prostor.

V případě, že by tato varianta byla zvolena pro sanaci havárie, doporučuji před zahájením projekčních prací provést injektážní pokus „in-situ“ se získáním dostatečného množství vzorků proinjektovaného materiálu, ze kterých bude možné získat vstupní parametry statického výpočtu pro detailní návrh jak dimenzí ostění, tak ověření únosnosti jednotlivých prvků zajištění stability výrubu i stability celého území. To jsou rozhodující parametry pro bezpečné zvládnutí ražby v závalu:

- Problematika dimenzování vlastního tunelu, ale i pilotových podzemních stěn, jejichž rozsah i dimenze zásadním způsobem ovlivňují výši investičních nákladů. Hodnoty geotechnických parametrů proinjektovaného prostředí ovlivňují i účinky ražby na provozovaný tunel. Zohlednění skutečných parametrů proinjektovaného prostředí pravděpodobně povede k finančním úsporám a změnám navrženého technického řešení.
- Sanační injektáž, jejímž cílem je sanovat prostředí, vyplnit kaverny a rozvolněné prostory, ale i částečné utěsnění prostředí. Bude použita stabilizovaná cementová injektážní směs, injektáž se předpokládá, jako nízkotlaká. Vzhledem k rozsahu sanované oblasti může mít změna rastru vrtů, změna jejich délky nebo způsob provedení injektáže značný dopad na výši investičních nákladů. Obtížně lze odhadnout i účinnost injektáže v prostředí

vodou degradovaných prachovců i nadložních vrstev tunelu poškozených při závalu. Vzhledem k tomu, že úspěšnost sanačních injektáží a dosažení požadovaných parametrů proinjektovaného prostředí výrazně ovlivňuje úspěšnost varianty, rozhodně doporučuji provedení pokusných injektáží „in-situ“, aby se výsledky statických a stabilitních výpočtů co nejvíce přibližovaly reálně zastiženým podmínkám.

- Průchod příčnou pilotovou stěnou bude proveden vybouráním poloviny stěny v tloušťce 0,6 m a podepřením hlav mikropilot pomocí železobetonové klenby. Následně se předpokládá vybourání zbytku stěn a betonáž druhé části podpěrné klenby. Obtížné je i bourání druhé poloviny pilotové stěny za již vybetonovanou podpůrnou klenbou mikropilot. Pokud je betonáž podpěrné klenby prováděna ve dvou fázích, předpokládá se, že se počítá s nosnou funkcí podpěrné konstrukce a doba souvisí s nárůstem pevnosti betonu v čase. Technologická pauza, potřebná k dosažení požadované pevnosti betonu mezi první a druhou fází betonáže klenby, resp. před zahájením ražby po dobetonování celé podpěrné klenby může ovlivnit harmonogram výstavby. Efekt příčné stěny se z hlediska vetknutí deštníku naplno projevuje pouze na jeho konci, kde je do stěny zavrtán s nadvýšením nad profilem tunelu. I v tomto případě se efekt vetknutí projevuje vzhledem k tuhosti mikropilot jen v bezprostřední blízkosti podzemní stěny. V převažující délce úseku mezi příčnými pilotovými stěnami je nutné zajistit překlenutí obnaženého líce výrubu zajištěním stability čelby a dostatečnou tuhostí primárního ostění.
- Mikropilotový deštník působí jako opatření pro zvýšení bezpečnosti ražby v podélném směru. Při provádění záběru stabilizuje líc výrubu, ale výrazným způsobem nepřispívá k celkové únosnosti primárního ostění, které působí převážně v příčném směru. Únosnost profilu tunelu v příčném směru musí být zajištěna pomocí primárního ostění (beton, síť, rámy). Z hlediska stability čelby může mikropilotový deštník v určitých případech dokonce působit nepříznivě, neboť přináší zatížení v podélném směru a čelbu přitěžuje. Předpokládá se při ražbě kotvení čelby např. sklolaminátovými kotvami, nebo se předpokládá, že je proinjektovaný masiv schopen zajistit stabilitu čelby na plnou výšku kaloty, tj. polovinu profilu tunelu. V tom případě je nutné

sanačními injektážemi stávající prostředí závalu podstatným způsobem zlepšit. V souvislosti s mikropilotovým deštníkem se opět nabízí otázka funkce příčných pilotových stěn, které vetknutím pomáhají udržet stabilitu deštníku pouze v bezprostřední blízkosti příčné stěny. Ve většině úseku mezi příčnými stěnami však musí být deštník dimenzován na podélné podepření primárním ostěním a čelbou kaloty (obr. 5).



Obrázek 5: Vrtání mikropilotového deštníku. (zdroj vlastní)

- Budování dočasné klenby v počvě kaloty. Její v tomto případě rozhodně nedoporučuji, případně pouze jako řešení v případě nejvyšší nouze, kdy by např. hrozilo prolomení dna, nebo zabořování patek kaloty vedoucí k další havárii. V takovém případě by mělo dojít po jejím použití k rychlému nasazení účinných opatření, která by funkci dočasné klenby nahradila a co nejrychlejšímu uzavření celého profilu tunelu, jako tomu bylo při ražbě tunelu Březno. Dočasná klenba v kalotě je obecně používána jako nouzové řešení, které je schopno efektivně oddálit případný deformační problém, většinou sedání celého profilu kaloty, nebo zabořování patek. Vzhledem k tomu, že dočasná klenba působí jako plošný základ, dochází u ní v průběhu času ke značné koncentraci napětí. Zatímco primární ostění je schopno v prvotním stádiu po nástřiku betonu snášet díky malé tuhosti poměrně velké deformace, při dlouhodobějším použití spodní klenby dochází v průběhu času nejen k nárůstu pevnosti, ale i tuhosti konstrukce, která způsobuje i při poměrně

malých deformacích značné namáhání ohybovými momenty a může vést při odstranění dočasné klenby kaloty k přetížení primárního ostění. Proto je třeba před odstraněním spodní klenby provést její plnohodnotné nahrazení a zachycení reakcí v klenbě jiným způsobem. Použití dočasné klenby mělo opodstatnění při prvotní ražbě tunelu, kdy bylo zřejmě vynuceno skutečně zastíženými geotechnickými podmínkami. V případě sanace závalu je nutné prostředí před zahájením ražby připravit tak, aby použití dočasné klenby pokud možno nebylo nutné (např. zahuštěním vrtů v oblasti patky kaloty). V případě, že nedošlo závalem k destrukci stávající opěry původního tunelu, lze jednu patku klenby osadit na opěru tak, jako tomu bylo při ražbě před závalem. V případě druhé patky kaloty doporučuji zjistit skutečnou polohu pilot po odvrtání a zvážit možnost provázání výztuže kaloty s výztuží pilotové stěny. Při uvedené odchylce provádění pilotové stěny $\pm 1\%$ a hloubce patky kaloty pod terénem max. 25 m lze počítat s maximální odchylkou pilotové stěny od svislé ± 25 cm, tj. až 50 cm. V takovém případě by bylo provázání výztuže problematické, ale ani navržené řešení s opřením paty kaloty na mikropilotu nepovažuji za ideální. Vzhledem k použité technologii doporučuji proinjektování prostoru pod patkou klenby kaloty tak, aby nedošlo k jejímu nežádoucímu sedání.

- Zásadní je i dokonalá součinnost zhotovitele a projektanta při stanovení technologického postupu, a to zejména s ohledem na využití nasazených mechanismů, harmonogram prováděných prací a koordinaci jednotlivých činností při výstavbě. Doporučuji proto využít možnosti, kterou nabízí vyhláška ČBÚ č. 55/1996 Sb. v §23, odst. 1 a podmínit zpracování projektové dokumentace tak, aby v plném rozsahu nahradila technologický postup a provozní řád zhotovitele. Tím by byla zajištěna vzájemná informovanost projektanta i zhotovitele a realizační dokumentace by byla jejich společným dílem. Dokonalou znalost problematiky realizace projektantem i znalost projektu zhotovitelem považuji v případě zmáhání závalu rovněž za velmi důležitou. Jedná se o velmi složitý geotechnický problém, jehož úspěšnost může stát na zdánlivých detailech a správném pochopení provádění navržených opatření. [13]

Při ražbě pod mikropilotovým deštníkem dosahuje technologicky podmíněný nadvýrob značných hodnot, neboť hornina většinou odpadne až k deštníku. Místo výplně nadvýrobu stříkaným betonem doporučuji zvážit možnost zvětšení tloušťky definitivního ostění.

Metoda využívající k ochraně mikropilotové deštníky je založena na dočasném překlenutí délky záběru podpůrnou konstrukcí. Mikropilotový deštník je na čelbě podepírán proinjektovanou horninou, na druhé straně již nastříkaným primárním ostěním. [13]

Pro bezpečnou ražbu je nutno splnit dva základní aspekty:

-Dostatečná únosnost primárního ostění podepírajícího mikropilotový deštník. S tím souvisí křivka náběhu pevnosti betonu a přípustná maximální rychlost ražby.

-Zajištění stability čelby jako podpůrného prvku mikropilotového deštníku. Pokud by došlo ke ztrátě stability čelby (nízkými geotechnickými parametry masivu, prouděním podzemní vody, přitížením od deštníku atd.) došlo by k neúměrnému prodloužení délky záběru, které by už mikropilotový deštník nebyl schopen přenést. Proto považuji za důležité, stabilitě čelby věnovat náležitou pozornost a do projektu doplnit jak délku záběru a obecně technologický postup ražby, tak způsob zajištění stability čelby (kotvením, stabilizačním nástřikem, čelbovým klínem apod.).

Souhrn nejdůležitějších rizik pro variantu raženou:

- náročnost při provádění pilot (vzájemné tolerance a kolize, odpažování, převrtávání stávajícího a havarovaného ostění, betonáž do vody),
- narušení systému proudění podzemní vody zhotovením pilotových stěn,
- potřeba zlepšení horninového prostředí pomocí injektáží vzhledem k nízké tuhosti mikropilotových deštníků a předpokládané ražbě tunelu s horizontálním členěním,
- přesnost zhotovení dvojitého mikropilotových deštníků a kvalita jejich podepření v příčných pilotových stěnách,
- potřeba vrtání mikropilotových deštníků z tzv. „kapliček“, čímž dochází k navyšování technologických nadvýlomů,
- komplikované bourání příčných pilotových stěn a podchycování dvojic navazujících mikropilotových deštníků,
- nízká ohybová tuhost mikropilotových deštníků,

- zajišťování stability čelby při ražbě tunelu (plný výrub kaloty, přitěžování čelby z důvodu podélného průhybu mikropilot),
- složité podepření levé patky kaloty pomocí mikropilot, na pravé straně nízký odhad stavu staré tunelové opěry, o kterou by se měl mikropilotový deštník opřít,
- nižší deformační projevy na provozovaný tunel.

2.10 Varianta – Ražení pod ochranou řízeného mikrotunelování

Tato varianta předpokládá zajištění výrubu pomocí řízeného mikrotunelování. V tomto případě jsou mikropilotové deštníky a příčné pilotové stěny nahrazeny 16 ks ocelových trub Ø 1100/10 mm vyplněných výplňovým betonem C16/20, oproti variantě ražení podle zásad NRTM. Vzájemná polohu a rozteč jednotlivých trub se udržuje pomocí vnitřních zámků. Mikrotunely se razí ze startovací jámy po obvodě kaloty pomocí plnoprofilového razicího stroje. Pro vytažení razicího stroje musíme vyhloubit cílovou jámu. Startovací a cílová jáma bude vyhloubena na úroveň spodní části kaloty, a bude vytvořena z 52 ks velkopřůměrových pilot Ø1200 mm. Součástí je též opatření pro ochranu pojižděného tunelu, které tvoří stěna z vekoprůměrových pilot Ø1200 mm zaústěna cca 9 m pode dnem tunelu. Stěna je navržena v celé délce závalu tj. 117 m.

Rozeprání startovací a cílové jámy navrhuji z profilů I 30, které budou budovány od vetknutí jam do povrchu nadloží, až na dno jámy s roztečí 1 m. Na dně jámy je nutno vybetonovat rozpěrnou betonovou desku, která bude sloužit v první fázi jako plocha pro uložení a rozeprání razicího stroje. Realizace zajištění klenby se mi jeví jako problematická z důvodu různorodosti zásypových hmot havarovaného tunelu, kdy se nestejněměrně střídá odval z Paskova s lomovým kamenem z Jakubčovic. Další komplikace mohou být způsobeny zbytky kotevního materiálu z rekonstruovaného tunelu nebo zbytky původního tunelu v pravé patě kaloty z Beskydského pískovce. V takovém případě nelze zaručit přesnost vrtání jednotlivých mikropilot. S tím souvisí i navýšení teoretického výrubu, nebo problém s tím kdyby mikropiloty zasahovali do raženého profilu. Dá se předpokládat, že i v případě velmi přesného provedení mikropilot dojde k vypadnutí odtěžované horniny po mikropiloty, a tím navýšení množství stříkaného betonu primárního ostění.

Tuhost mikropilot bude zvýšena výplňovým betonem C 16/20 a proinjektováním, čímž zajistíme i stabilizaci vrchlíku kaloty.

Souhrn nejdůležitějších rizikových faktorů při ražbě pod ochranou mikrotuneláže:

- náročnost provádění pilot (vzájemné tolerance a kolize, odpažování, převrtávání stávajícího a havarovaného ostění, betonáž do vody),
- narušení systému podzemní vody zhotovením podélné pilotové stěny a pažicích pilot startovací a cílové jámy,
- rizikové faktory při hloubení startovací a cílové jámy až po fázi zasypávání,
- nutnost kvalitativního zlepšení geotechnického prostředí pomocí injektáží z důvodu omezení zabořování mikrotunelovacího stroje v horninovém prostředí závalu,
- obtížná manipulace s protlačovacím strojem a rourami ve stísněném prostředí hustě rozepřených jam,
- přesnost provedení mikrotunelů,
- možnost kolize mikrotunelovacího stroje s překážkami z předchozí ražby (zřícené ostění, svorníky, balvany v zásypovém materiálu),
- neurčitý rozsah mikrotuneláže vzhledem ke stavu pravé tunelové opěry po proběhlém závalu,
- složitější zajištění čelby při ražbě tunelu v podmínkách nekvalitně provedené sanační injektáže,
- obtížná doprofilace kaloty v případě proniknutí mikropilot do profilu kaloty,
- deformační projevy na provozovaný tunel menší než u varianty hloubené. [12] [13]

2.11 Technické hodnocení variant

2.11.1 Společné prvky jednotlivých variant

Vzhledem k tomu, že v době havárie kdy probíhala přibírka jádra a protiklenby, dosahovala plocha výrubu cca 130 m². Zával se projevil v délce téměř 96 m, čímž došlo k přesunu z nadloží a boků díla do prostoru tunelu. Depresní kotlina zasahovala nad provozovaný tunel Jablunkovský č. 1. a proběhlé napěťové a deformační změny v horninovém masivu se negativně projeví i na konvergencích provozovaného tunelu. Z těchto důvodů byl zastaven provoz v provozovaném tunelu.

Rada monitoringu musela přijmout opatření, kterými by eliminovala další projevy vzniklé havárie. Provedl se zásyp vzniklého kráteru hlušinou z Paskova, kterou tvoří převážně prachovec frakce 150 mm – 300 mm. Zásyp nemohl být řádně po vrstvách

zhutněn vzhledem k nebezpečí dalšího pohybu stěn kráteru, a tudíž možného ohrožení života a majetku.

Mocnost nadloží v místě havárie byla od 8 m do 24 m, proto bylo hutnění silničním válcem prováděno až v horní třetině zásypu, proto jsem předpokládal vyšší výskyt pórovitosti a kaveren. Pro zlepšení geotechnických parametrů zasypaného kráteru uvedu v další části návrh na provedení sanačních injektáží.

Z portálu P1 a to od TM 48 až do TM 70 bylo provedeno zajištění splazu vzniklého propadem nadloží do prostoru tunelu tzv. přítěžovací lavicí, která byla vytvořena zpětným návozem rubaniny z mezideponie a urovnáním do klínovitého tvaru. Následně byl klín zajištěn vrstvou sítí KARI a stříkaného betonu.

Od portálu P2 ve stráničení TM 187 – TM 176 byly vybetonovány žebra k zajištění již hotové části tunelu. Prostor mezi splazem a žebry byl vyplněn přes úklonný vrt Ø200 mm z povrchu nad tunelem výplňovým betonem C 10/16.

V provozovaném tunelu byl instalován automatický monitorovací systém pro měření konvergencí v daných intervalech s automatickým vyhodnocováním a odesíláním dat. [5]

2.12 Geotechnické zhodnocení nadloží

Jak již bylo uvedeno v předešlých kapitolách, považuji za důležité upravit chování vodou nasycených, prohnětených a nakypřených jílovcových vrstev. V oblasti potencionálních smykových ploch zmenšují tyto zeminy při smykovém namáhání svůj objem, čímž dochází k nárůstu pórových tlaků a tím ke snížení smykové pevnosti. Odpor zeminy proti usmyknutí může být proto nižší než je běžné, proto může působit větší plášťové tření a zemní tlak na konstrukce. Z toho důvodu navrhuji provést sanaci celého prostoru zpětného zásypu a přilehlého okolí soustavou vrtů z prostoru nad tunelem (obr. č. 6). Vrty navrhuji provést v rastru 4 x 4 m pro lepší vyplnění kaveren a tím zlepšení geologického prostředí. Zároveň získáme z jednotlivých vrtů přesnější informace o geologickém prostředí v ose ražby tunelu. Injektáž navrhuji provést jako nízkotlakou vzhledem k možnému asymetrickému zatížení provozovaného tunelu nebo možnosti protlačení injektážní směsi do provozovaného tunelu.



Obrázek 6: Injektáž závalu. (vlastní zpracování)

K vyplnění a vytěsnění podzemní vody bude použita jílocementová stabilizovaná směs. Stav masivu a injektáže navrhuji ověřit jádrovými vrty z prostoru čelby a to s předstihem minimálně 20 m. Ze zkušeností z tunelu Mrázovka lze usuzovat u sanovaného masivu zlepšení modulu deformace o cca 60% a soudržnosti o 50%. [5]

2.13 Pilotové stěny

Jsou navrženy jako vrtané velkopřůměrové vrty o průměru Ø1200 mm použité u všech tří variant.

U hloubené varianty v celém rozsahu jako podélné stěny, a u varianty řízeného mikrotunelování jako pažení startovací a cílové jámy.

U varianty ražené a u varianty řízeného mikrotunelování jsou použity jako dělicí stěna mezi raženým a provozovaným tunelem k omezení deformací provozovaného tunelu.

U varianty ražené jako příčné dělicí a podpěrné stěny.

Ve všech variantách je použita dělicí pilotová stěna Ø880 mm na levém boku závalem nepoškozeného rekonstruovaného tunelu mezi portálem P1 a havarovanou částí tj. od TM 36 – TM65. Důvodem pro navržení dělicí pilotové stěny Ø880 je zajištění stability výrubu při dobírání jádra a protiklenby.

Pilotové stěny navrhuji tangenciální typu, vrtané na sraz a proarmované. Ve variantě ražené navrhuji příčné dělicí stěny z prostého betonu, čímž předejdeme problémům při procházení těchto dělicích stěn při ražbě, a tím i omezení technické seizmicity.

Dělicí stěny musí být souvislé, aby docházelo k podepření mikropilotových deštníků po obvodu kaloty. Nabízí se provedení dělicích stěn z tryskové injektáže, ale vzhledem ke geotechnickému prostředí nebude pravděpodobně zaručena jejich souvislost a kvalita.

[5]

3 Návrh vyztužování

V rámci zmáhání závalu bude uplatněna pouze jedna konstrukce primárního ostění, sestávající se z ocelových é bude odpovídat pouze jedna technologická třída s případným dodatkovým opatřením.

Předpokládá se profil líce primárního ostění jako pro technologickou třídu NRTM 5b. Profil tunelu bude pro maximální zajištění bezpečné stability čeleb rozdělen do šesti dílčích výrubů, označených následovně:

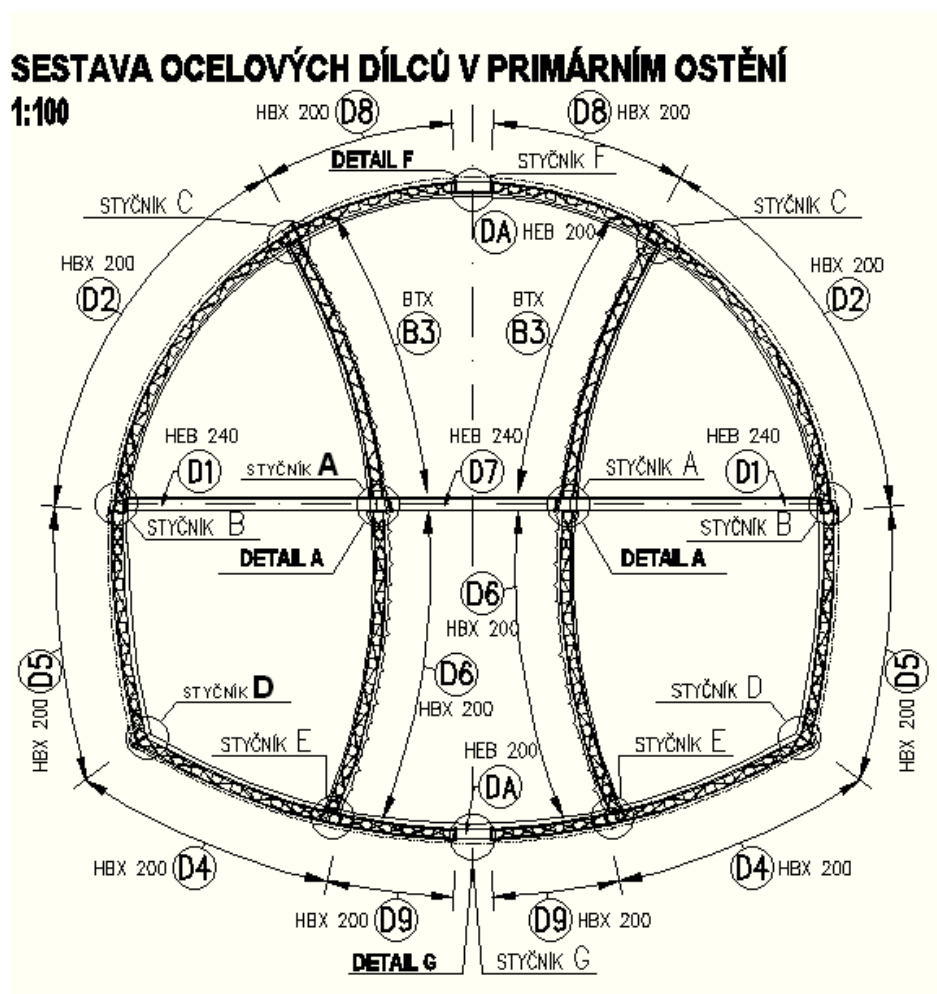
A, B – horní štoly (opěrné – v oblasti kaloty)

C, D – spodní štoly (opěrné - v oblasti dolní lávky obr. č. 8)

E – střední část kaloty

F – jádro, spodní klenba

navržená délka záběru je 1,0 m pro dílčí výruby A, B, C, D, a E.



Obrázek 7: Sestava ocelových dílců v primárním ostění

Ocelovou tuhou výstroj primárního ostění tvoří po celé trase ražby válcované profily HEB 240 a specializované svařované ocelové dílce HBX a na horních vnitřních žebrech svařované příhradové oblouky BRETEX (BTX) z oceli R10505. Všechny ocelové spoje jsou vybaveny kotevními deskami. Jako spojovací prostředek slouží 4 VP šrouby M27 – 10.9. Stabilita oblouků v podélném směru je zajištěna rozpínkami z ocelových prutů.

Jako betonářská výztuž jsou navrženy ocelové svařované sítě KARI 100/100/6. Minimální nutné krytí betonářské výztuže je 20 mm v lici konstrukce a 40 mm na rubu (směrem do horniny). Do rubového krytí je možné započíst stabilizační nástřik na odkrytý líc horniny. Budou prováděny vizuální kontrola montáže sítí včetně přesahů, které se budou zapisovat do záběrového listu.

Bude používán stříkaný beton C 25/30 realizovaný „suchou cestou nástřiku“ a beton C 20/25 J2, realizovaný „mokrou cestou nástřiku“.

Na stavbě tunelu se budou převážně používat stříkané betony s nárůstem pevnosti v oboru J2. Pouze v případech uplatnění zvláštních opatření pro stabilizaci hotového primárního ostění se použije stříkaný beton s rychlejším náběhem pevnosti – obor J3.

Důvodem pro používání těchto oborů je rychlý nárůst zatížení horninovým či zeminovým tlakem nebo vyvolaným přitížením, silné přítoky vody a silně porušená hornina. [4]

ZÁKLADNÍ VYSTROJOVACÍ PROSTŘEDKY

- stříkaný beton SB 25 / typ II / J2, J3, tj. stříkaný beton s konstrukční funkcí pevnostní třídy minimálně C20/25 s oborem nárůstu pevnosti J2, J3,
- výztužné ocelové rámy z nosníků HBX 200, BTX 200 a HEB 240 (obr. č. 7),
- svařované výztužné sítě KARI 100/100/6 mm,
- sklolaminátové kotvy min. únosnosti 160 kN, délky min. 8m – pouze při potřebě zvýšit stabilitu čelby,
- vylamovací profil / spojovací prut / prům. R8 délky 0,8m,
- VP šrouby M27 jako spojovací prostředek kotevních desek – vždy 4 ks,
- rozpínky průměr E18. [4]

3.1 Postup prací

Na horninový kužel závalu v kalotě byla provedena aplikace stříkaného betonu C 16/20 v tloušťce minimálně 15 cm s kari sítí 150/150/6 mm a osazen drenážní systém. Jako doplňující opatření byl navezen z mezideponie přitěžovací klín z vytěžené horniny podle „Závazného příkazu závodního“ Ing. Středuly ze dne 17. 11. 2009.

Přitěžovací klín bude mechanicky rozebrán a odtěžen na mezideponii. Zastříkaný kužel bude za trvalého sledování postupně odbourán po stranách zátinek s předstihem cca 5 m a středová (opoždějící) část bude sloužit jako přitěžovací klín (břicho) v případě, že by došlo k ujíždění, horniny z TM cca 70 (zahájení vlastní ražby), práce na odbagrování (odtěžení) se okamžitě zastaví a ujíždějící čelo se zajistí stříkaným betonem + kari sítěmi.

Následně se bude postupovat s maximální opatrností při odtěžování, a nově vznikající čelo se bude současně zajišťovat svařovanými sítěmi a stříkaným betonem C 20/25 do konečné fáze dle návrhu tj. „přitěžovací klín“.

V kalotě před čelem závalu v TM 70 bude upravena počva do potřebné výškové úrovně a upravena čelba závalu, odstraněn stříkaný beton na čele závalu se zarovnáním a stabilizováním kalotové čelby.

Budou vyraženy a vystrojeny obě horní boční štoly A, B v TM 70 až TM 189. Ražba těchto štol bude probíhat se vzájemným odstupem čeleb min. 8 m.

Proražením štol A, B bude zajištěno pro další práce přirozené větrání v celém tunelu a z větší části i gravitační odvodnění prostoru závalu.

Během ražeb štol A, B bude prováděn podrobný geotechnický sled. V profilu štoly A bude systematicky realizován průzkumný předvrt o doporučeném průměru 150 mm. Vrt bude situován v ose štoly cca 1,0 m nad počvou. V případě nedostatečné kvality proinjektovaného materiálu závalu bude provedeno dodatečné zpevnění (cement, jílocement, PU – polyuretan apod.). [19]



Obrázek 8: Zajištění dílčích čeleb (zdroj:vlastní zpracování)

V případě důvodných pochybností o kvalitě horniny v sousedních výrubech budou provedeny krátké příčné kontrolní odvrtvy pro ověření kvality „horniny“. Nedostatečná kvalita proinjektování (nedostatečné parametry horniny) v kterémkoliv dílčím profilu budou řešeny sanací – dodatečným opatřením ze štol A, B jako dodatečná injektáž (cementová, jílocementová, PU).

Čelba horní štoly A se považuje za zajištěnou, jestliže se nachází min 1m před čelbou vrtu. Není-li možno vrt realizovat, stanoví zajištění dalšího postupu ražby závodní po dohodě s projektantem formou zápisu do stavebního deníku, včetně seznámení příslušných pracovníků.

Ve štolách A, B bude provedeno důsledné odvedení veškerých naražených podzemních vod pomocí svodnic, nopové folie a provizorní stavební drenáže v počtvě tak, aby tyto co nejméně komplikovaly ražby dalších dílčích profilů.

Ve štolách A, B se nedoporučuje jakékoliv zatěsňování přítoků vody – vodu je nutné v první řadě pouze odvádět. [19]



Obrázek 9: Ražba spodních zátínek. (zdroj: vlastní zpracování)

4 Souhrnná bezpečnostní opatření při ražbě tunelu

Pro ohodnocení pravděpodobnosti, že dané riziko nastane, a jeho důsledku jsem stanovil pětistupňovou bodovací škálu, viz tabulka č. 3. Přičemž jsem vycházel z toho, že vznik rizika může být zatížen různou pravděpodobností tj. nepravděpodobný, málo pravděpodobný, příležitostný, pravděpodobný až častý či velmi pravděpodobný vznik a dopad může být zanedbatelný, málo významný, významný, kritický či katastrofický.

Stupeň	Pravděpodobnost (P)	Důsledek (D)
1	Nepravděpodobná	Zanedbatelný
2	Málo pravděpodobná	Málo významný
3	Příležitostná	Významný
4	Pravděpodobná až častá	Kritický
5	Velmi pravděpodobná	Katastrofický

Tabulka 3: Charakteristika stupňů pravděpodobnosti a důsledků

Závažnost jednotlivých definovaných rizik pro všechny tři vybrané varianty zmáhání tunelu, a to před přijetím opatření, byl zjišťován kvalitativní analýzou rizik pomocí tzv. matice pravděpodobnosti a důsledků. Ohodnocení identifikovaných rizik z pohledu pravděpodobnosti a důsledků proběhlo na schůzce projektového týmu. Přičemž při hodnocení rizik se nebrala v úvahu žádná opatření, jedná se o tzv. inherentní rizika.

Určení hodnoty rizika

Hodnotu (míru) rizika **R** pro identifikovaná rizika pro všechny 3 varianty jsem vypočítal pomocí funkce dvou proměnných, kde **a** je dopad hrozby a **h** je pravděpodobnost.

$$R = f(a, h)$$

Pro intervaly bodového vyjádření hodnoty rizika jsem sestavil stupnici vyjadřující celkovou hodnotu rizika. V tabulce č. 4 je uvedena struktura matice rizik s uvedením číselné hodnoty rizika včetně barevného rozlišení celkové hodnoty rizika. Bodová stupnice vyjadřující hodnotu rizika R a celkovou hodnotu rizika H včetně slovního popisu ukazuje tabulka č. 5.

Vyhodnocení identifikovaných rizik pro 3 vybrané varianty zmáhání havárie tunelu pomocí kvantitativní analýzy je sestaveno do tabulky č. 6.

Tabulka 4: Matice rizik

Matice rizik		Důsledek				
		1 Zanedbatel ný	2 Málo významný	3 Významný	4 Kritický	5 Katastrofic ký
pravděpodobnost	1 Velmi nízká	1	2	3	4	5
	2 Nízká	2	4	6	8	10
	3 Střední	3	6	9	12	15
	4 Vysoká	4	8	12	16	20
	5 Velmi vysoká	5	10	15	20	25

Tabulka 5: Bodové vyjádření hodnoty rizika R a celkové hodnoty rizika

Hodnota rizika (R)	Posouzení přijatelnosti rizika	Celkové vyhodnocení rizika H		Stav posuzovaného systému	Prováděná bezpečnostní opatření
1–4	Riziko přijatelné	1	Velmi nízké	Systém je bezpečný	Prevence
5–8	Riziko mírné	2	Nízké	Systém je bezpečný podmíněně	Nápravná opatření (např. školení obsluhy)
9–14	Riziko nežádoucí	3	Střední	Systém je částečně nebezpečný	Ochranná opatření (úprava technologie)
15–25	Riziko nepřijatelné	4	Vysoké až velmi vysoké	Systém je nebezpečný	Okamžitá opatření (příp.zastavení prací)

Tabulka 6: Vyhodnocení rizik kvantitativní analýzou

název rizika	01 Hloubená				02 Ražená				03 Mikrotunely			
	P	D	R	H	P	D	R	H	P	D	R	H
opakování mimořádné události	2,57	3,00	8,57	2,43	2,57	2,71	7,57	2,29	2,71	2,86	8,14	2,43
nedostatečné vstupy	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1
geologické anomálie v oblasti závalu	4	4	16	4	4	4	16	4	4	4	16	4
nedostatky v projektu	3	4	12	3	3	4	12	3	3	4	12	3
sesuvy a přírodní jevy	4	4	16	4	2	1	2	1	3	2	6	2
technologická kázeň	1	2	2	1	3	3	9	3	3	3	9	3
chyba monitoringu	1	3	3	1	1	3	3	1	1	3	3	1
chyba v řízení stavby	3	3	9	3	3	3	9	3	3	3	9	3
ohrožení provozu v provozovaném tunelu	2,67	2,67	7,33	2,00	2,67	2,67	7,33	2,00	2,67	2,67	7,33	2,00
velkopřůměrové piloty	2	2	4	1	2	2	4	1	2	2	4	1
injektáže	3	4	12	3	3	4	12	3	3	4	12	3
ražba tunelu	3	2	6	2	3	2	6	2	3	2	6	2
podzemní voda	3,25	3,00	10,25	3,00	2,50	2,00	5,75	2,00	3,25	3,00	10,25	3,00
nekontrolovatelné trvalé průsaky během stavby (jáma, tunel)	4	3	12	3	4	3	12	3	4	3	12	3
zatopení stavební jámy	3	3	9	3	1	1	1	1	3	3	9	3
zatopení tunelu	2	2	4	2	2	2	4	2	2	2	4	2
změna chování horninového masivu	4	4	16	4	3	2	6	2	4	4	16	4
proveditelnost	1,80	2,00	4,00	1,60	1,80	2,00	4,00	1,60	2,40	2,60	7,20	2,20
velkopřůměrové piloty	3	3	9	3	3	3	9	3	3	3	9	3
injektáže	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1
ražba tunelu	2	3	6	2	1	1	1	1	3	4	12	3
MKP meštníky	1	1	1	1	2	3	6	2	1	1	1	1
mikrotunely	1	2	2	1	1	2	2	1	3	4	12	3
časové riziko (doba výstavby)	2	3	6	2	1	3	3	1	3	3	9	3
součet	12,29	13,67	36,15	11,03	10,54	12,38	27,65	8,89	14,03	14,12	41,93	12,63
průměr	2,46	2,73	7,23	2,21	2,11	2,48	5,53	1,78	2,81	2,82	8,39	2,53

P=pravděpodobnost, D=důsledek, R=míra (hodnota) rizika, H=celková hodnota rizika

Tabulka 7: Matice rizik-metoda 02 Ražená

Matice rizik		Důsledek				
		1 Zanedbatelný	2 Málo významný	3 Významný	4 Kritický	5 Katastrofický
pravděpodobnost	1 Velmi nízká	R12, R17	R19	R6, R20		
	2 Nízká	R1, R4, R16	R8, R13	R18		
	3 Střední		R10, R14	R5, R7, R15	R3, R9	
	4 Vysoká			R11	R2	
	5 Velmi vysoká					

Hodnoty rizik pro celkově nejméně rizikovou variantu zmáhání tunelu 02 Ražená byly zaneseny do matice rizik (viz tabulka č. 7) a byl vytvořen registr rizik se stručným uvedením popisu rizika, s určením vlastníka rizika včetně stanovení opatření ke snížení míry rizika, viz níže uvedená tabulka č. 8.

Tabulka 8: Registr rizik

číslo	název rizika	02 Ražená				popis rizika	vlastník rizika	opatření
		P	D	R	H			
	opakování mimořádné události	2,57	2,71	7,57	2,29			
R1	nedostatečné vstupy	2	1	2	1	Prozkoumanost závalu	Investor	Dodatečný geologický průzkum
R2	geologické anomálie v oblasti závalu	4	4	16	4	Průvaly vod a bahna, kaverny	Investor	Provést geofyzikální průzkum
R3	nedostatky v projektu	3	4	12	3	Technologický postup	Projektant	Koordinace se zhotovitelem
R4	sesuvy a přírodní jevy	2	1	2	1	Ohrožení provozovaného i raženého tunelu	Investor	Navýšit počet inklinometrů, extenzometrů, doplnit měření poklesové kotliny
R5	technologická kázeň	3	3	9	3	Nedodržování technologického postupu	Manažer projektu	Eliminovat zdroje rizika při pracovních operacích
R6	chyba monitoringu	1	3	3	1	Správně vyhodnocené varovné a havarijní stavy	Rada monitoringu	Zkušenosti členů rady monitoringu
R7	chyba v řízení stavby	3	3	9	3	Vznik neshod, havárie	Manažer projektu	Nastavení kontrolních mechanismů

	ohrožení provozu v provozovaném tunelu	2,67	2,67	7,33	2,00			
R8	velkopřůměrové piloty	2	2	4	1	Zvýšené konvergence,	Projektant	Vhodná technologie
R9	injektáže	3	4	12	3	Narušení hydrogeologie, průvaly injektáže	Projektant	Provádění kontrol
R10	ražba tunelu	3	2	6	2	Zvýšené konvergence	Manažer projektu	Dělicí pilotová stěna
	podzemní voda	2,50	2,00	5,75	2,00			
R11	nekontrolovatelné trvalé průsaky během stavby (jáma, tunel)	4	3	12	3	Podmáčení okolí, rozplavování	Projektant	Odvádění a řízené čerpání
R12	zatopení stavební jámy	1	1	1	1	Zatopení	Projektant	Odvádění a řízené čerpání
R13	zatopení tunelu	2	2	4	2	Změna geologického prostředí	Projektant	Odvádění a řízené čerpání
R14	změna chování horninového masivu	3	2	6	2	Změny napjatosti masivu	Manažer projektu	Uvědomit radu monitoringu
	proveditelnost	1,80	2,00	4,00	1,60			
R15	velkopřůměrové piloty	3	3	9	3	Požadované tolerance	Projektant	Přijmout doplňková opatření
R16	injektáže	2	1	2	1	Prostředí nevhodné pro ražbu	Rada monitoringu	Kontrola proinjektování
R17	ražba tunelu	1	1	1	1	Nedokončení, přerušení výstavby	Manažer projektu	Dodržování provozní dokumentace
R18	MKP deštníky	2	3	6	2	Vetknutí do příčné pilotové stěny	Manažer projektu	Případná úprava v dalším kroku
R19	mikrotunely	1	2	2	1	Geologické prostředí	Projektant	Ověření závalu
R20	časové riziko (doba výstavby)	1	3	3	1	Nesplnění termínu ukončení	Manažer projektu	Reálně sestavený harmonogram výstavby
	součet	10,54	12,38	27,65	8,89			
	průměr	2,11	2,48	5,53	1,78			

P=pravděpodobnost, D=důsledek, R=míra rizika, H=celková hodnota rizika

Závěr

Úkolem mé diplomové práce bylo eliminovat bezpečnostní rizika při zmáhání havárie tunelu „Jablunkovský“. Na základě mně dostupných materiálů jsem navrhl technické řešení zmáhání závalu a dostavby tunelu ve třech variantách, přičemž pro jednotlivé varianty jsem identifikoval a vyhodnotil rizika. Následně jsem vybral variantu, která byla z pohledu míry rizik nejméně riziková, a pro tuto jsem navrhl vhodná opatření ke snížení míry rizik. Při výběru variant dostavby tunelu jsem se inspiroval obdobnými haváriemi tunelů v České republice a zahraničí, přijatými opatřeními a konečnými dopady na výstavbu. Musím zde podotknout, že z technického hlediska jsou všechny tři varianty proveditelné, proto bude velmi záležet na technicko – ekonomickém rozhodnutí investora. Doporučuji rovněž objektivně zhodnotit finanční možnosti objednatele, možná rizika při výstavbě a trvalém užívání.

Na základě podrobné analýzy procesu dostavby tunelu „Jablunkovský 2“ v oblasti závalu, a na základě rozboru rizik, považuji za nejvhodnější modifikovanou variantu ražby dle zásad NRTM. V původní variantě probíhala ražba de facto ve dvou horizontálních lávkách (kalota, jádro a protiklenba), a vyztužování pružnou ocelovou příhradovou konstrukcí BRETEX ve spojení se sítěmi KARI. U modifikované metody bude čelba rozčleněna horizontálně a vertikálně do šesti samostatných čeleb – zátinek. Výztuž je navržena jako nepoddajná typu HEBREX v kombinaci s výztuží BRETEX, a sítěmi KARI. Toto řešení bylo s úspěchem aplikováno v prostředí ražeb „Královopolských tunelů“, kde bylo nutno vzhledem k zástavbě minimalizovat vliv ražby na poklesovou kotlinu.

Výhody ražení dle zásad NRTM jsou:

- Ověření reálné geologie závalu průzkumnými štolami A, B.
- Vytvoření stabilní spolupůsobící konstrukce tvořené horninovým prostředím a výztuží, díky níž můžeme použít menší tloušťku ostění a rozsah výztuže.
- Nižší předpokládané náklady oproti jiným variantám.
- Univerzálnost a přizpůsobivost technologie a jejích jednotlivých operací.
- Pružnost reakce na změněné přírodní podmínky.

- Operativní řízení technologie a „zpětná vazba“, daná důsledným včleněním geotechnického monitoringu do technologického procesu.
- Nižší míra rizik ve srovnání s ostatními variantami

Nevýhody ražení dle zásad NRTM jsou:

- V případě změny v dělení výrubu z horizontálního na vertikální, je nutná výměna části strojního parku (menší nakladač, tunelbagr, plošina). V zátinkách se používá menší mechanizace, s tím spojená nižší výkonnost při bourání výplňových betonů nebo zhavarovaného primárního ostění.
- Závislost na dodávkách betonových směsí. U rozsáhlejších projektů řešeno vybudováním betonárky na místě nebo kombinací suché a mokré betonové směsi. U metody horizontálně a vertikálně děleného výrubu je malá spotřeba betonu v jednom záběru (autodomíchávač není plně využit).
- Vysoké nároky na kvalifikaci zaměstnanců, počínaje členy rady monitoringu, až po technický dozor.

Vybranou variantu ražby podle zásad NRTM považují pro stavbu tunelu „Jablunkovský“ za nejméně rizikovou, a to zejména s ohledem k výsledkům ražeb zátinek A, B a tím doplnění geologického průzkumu v celé délce závalu. V případě zastižení nepříznivých geologických po fázi zhodnocení masívu v místě ražby tunelu, můžeme provést dodatečnou injektáž z vyražených zátinek. Vhodnost varianty a úspěšnost ražby je závislá také na vysoce kvalifikovaných účastnících výstavby, odborném řízení razících prací, soustavném vyhledávání, vyhodnocování a eliminaci rizik. Proces ražby je velmi náročný na organizaci práce, předpokladem je efektivní komunikace a týmová spolupráce.

Úspěšnost zvolené varianty je podmíněna také vhodnými opatřeními, jako je odvodnění dotčeného území a zpevňování nadložních hornin. Metoda by měla být vhodně doplněna monitoringem o měření extenzometrické, inklinometrické a poklesové kotliny, s ohledem na životy a zdraví účastníků výstavby.

Management projektu by v této situaci neměl podléhat tlaku investora na dodržení termínu výstavby za „všech okolností“, vždyť nejde o běžnou ražbu tunelu, ale o složité a velmi nebezpečné zmáhání tunelu.

Seznam použité literatury

- 1 Aldorf J., Bradáč J., Chromečka M., Stehlík E., Vojtasík K. *Podzemní stavby a zakládání staveb*. Skripta VŠB – TU Ostrava, 1993, 118 stran, ISBN 80 – 7078 – 163 – 1.
- 2 Aldorf J.; Ďuriš L. *Numerická analýza havárie tunelu Jablunkov*. 1. vydání. Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, 2010. 66 s.
- 3 Aldorf J.: *Realizované a připravované projekty podzemních staveb v ČR od roku 2004*. Pracovní materiál pro Český tunelářský komitét ITA/AITES. 22 s
- 4 AMBERG ENGINEERING *Optimalizace trati st. hr. SR - Mosty u Jablunkova - Bystřice n. Olší, Objekt: SO 11-19-01 Státní hranice - Mosty u Jablunkova - přestavba tunelu, Zmáhání závalů – varianta ražená, výztuž HBX; VZOROVÉ PŘÍČNÉ ŘEZY RAŽBA TM70 – 198*.
- 5 Barták J. *Technický posudek variant dokumentace „Pokračování výstavby jablunkovského tunelu v oblasti závalu ze dne 15. 11. 2009 a 17. 11. 2009 v návaznosti na tyto závaly“*. Praha, 2010. 22 s.
- 6 Exner K.: *Ražení důlních děl II. (Kontinuální technologie ražení a hloubení)*. Skripta VŠB – TU Ostrava, 1988, 134 stran.
- 7 Exner K.: *Speciální metody ražení*. Skripta VŠB – TU Ostrava, 1983, 280 stran.
- 8 Klepsatel F., Kusý P., Mařík L.: *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. Vydavatelství Jaga group, Bratislava, 2003.
- 9 Klepsatel F., Mařík L., Frankovský M.: *Městské podzemní stavby*. Vydavatelství Jaga group, Bratislava, 2005.
- 10 Macháček, E.; Ďurkač, P. *Optimalizace trati státní hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, přestavba železničního tunelu jablunkovský č. 2. Tunel*. Praha, 2008, roč. 17, č. 3, s. 3.
- 11 Mára J., Metroprojekt Praha a.s.: *Technická zpráva. Optimalizace trati státní hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, SO 11–19-01 Státní hranice – Mosty u Jablunkova, přestavba tunelu*.

- 12 Mařík, L. *Odborný technický posudek „Optimalizace trati st. hr. SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, SO 11-19-01 státní hranice – Mosty u Jablunkova, přestavba tunelu“*. Praha: IKP Consulting Engineers, s.r.o., 2010. 33 s.
- 13 PECHMAN, J. *Technický posudek variant. Optimalizace trati st. hr. SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, SO 11-19-01 státní hranice – Mosty u Jablunkova, přestavba tunelu*. Brno, 2010. 23 s.
- 14 Rozsypal A.: *Inženýrské stavby řízení rizik*. Vydavatelství Jaga group, Bratislava, 2008.
- 15 Smejkal. V., Rais. K.: *Řízení rizik ve firmách a jiných organizacích*. Grada Publishing, a.s., Praha, 2010
- 16 Veber. J. a kol.: *Management kvality, environmentu a bezpečnosti práce*. Management Press, s.r.o., Praha, 2006
- 17 ČSN 73 7508: *Navrhování a provádění staveb. Tunely a jiná podzemní díla*. Praha: Český normalizační institut 2002, 52 s.
- 18 Směrnice děkana HGF č. 2/2008, *Pokyny pro zpracování diplomové práce*. Ostrava 29. 9. 2008. Dostupné na
WWW:http://www.hgf.vsb.cz/shared/uploadedfiles/hgf/HGF_SME_08_002_Zpracovani_Diplomove_Prace.pdf.
- 19 SUBTERRA a.s. Praha: *Technologický předpis horizontálního díla; Optimalizace trati st. hr. SR - Mosty u Jablunkova - Bystřice nad Olší SO 11-19-01 Státní hranice - Mosty u Jablunkova- přestavba tunelu Zmáhání závalů – varianta ražená, výztuž HBX Ražba horních štol A a B*, 2011.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Počátek vzniku havárie Jablunkovského tunelu. Zdroj: vlastní zpracování	3
Obrázek 2: Kráter po havárii Jablunkovského tunelu listopad 2009.	4
Obrázek 3: Procentuální zastoupení jednotlivých faktorů způsobujících havárie podzemních staveb v ČR v posledních 15 letech	7
Obrázek 4 Matice pravděpodobnosti a důsledků . Zdroj: [15]	13

<i>Obrázek 5: Vrtání mikropilotového deštníku. (zdroj vlastní)</i>	21
<i>Obrázek 6: Injektáž závalu. (vlastní zpracování)</i>	27
<i>Obrázek 7: Sestava ocelových dílců v primárním ostění</i>	29
<i>Obrázek 8: Zajištění dílčích čeleb (zdroj:vlastní zpracování)</i>	32
<i>Obrázek 9: Ražba spodních zátinek. (zdroj: vlastní zpracování)</i>	33

SEZNAM TABULEK

<i>Tabulka 1: Havárie tunelů v ČR</i>	6
<i>Tabulka 2: Registr rizik</i>	13
<i>Tabulka 3: Charakteristika stupňů pravděpodobnosti a důsledků</i>	34
<i>Tabulka 4: Matice rizik</i>	35
<i>Tabulka 5: Bodové vyjádření hodnoty rizika R a celkové hodnoty rizika</i>	35
<i>Tabulka 6: Vyhodnocení rizik kvantitativní analýzou</i>	36
<i>Tabulka 7: Matice rizik-metoda 02 Ražená</i>	37
<i>Tabulka 8: Registr rizik</i>	37

SEZNAM PŘÍLOH

<u>Příloha č. 1:</u>	<u>Pracovní rizika při zmaňání tunelu „Jablunkovský“.</u>
----------------------	---